c. Les Fondations :

En un premier lieu, on examinera les solutions classiques courantes en fondations superficielles (semelle isolées ; semelles filantes ou radier), au cas où elles s'avèreront insuffisantes ou non-faisables, il faudra passer aux solutions en fondations profondes (dans le présent rapport, on ne traitera pas ces dernières).

c.1 – Semelles isolées centrée sous poteaux :

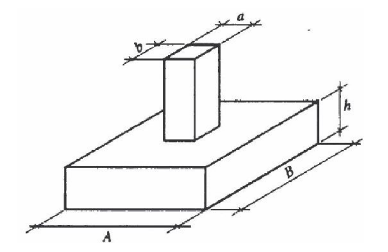
Le pré-dimensionnement des semelles isolées consiste à définir les dimensions de ces dernières tenant compte des critères suivants :

Critères géotechniques :

Non renversement de la semelle
Non glissement de la semelle
Non poinçonnement du sol en dessous (portance du sol)
Limitation des tassements à l'admissible

Critères de résistance des semelles en béton :

Non poinçonnement de la semelle
Dispositions constructives minimales
Dispositions parasismiques



Dans le présent projet et vu la mitoyenneté des bâtiments de part et d'autre, on distinguera deux cas de semelles isolées :

Semelle isolée centrée
Semelle isolée excentrée

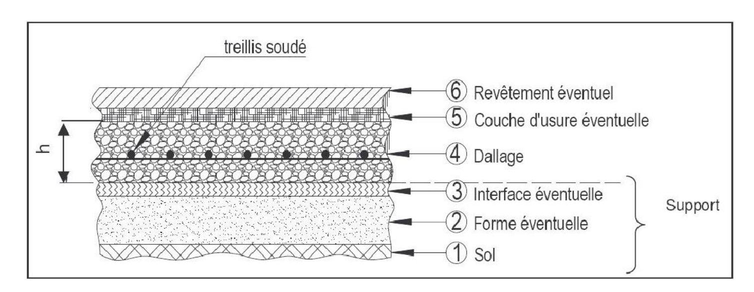
A l'issu de la descente des charges à l'ELU, on pré-dimensionne ces semelles :

- Condition de portance du sol : Nu/(AxB) < Portance admissible du Sol

  La charge Nu pondérée à l'ELU doit englober les différentes charges supplémentaires agissantes au niveau du talus supérieur, à savoir :

  - Poids propre du remblai sur semelle : 1.35 x δsol x volume
  - Poids propre de la semelle : 1.35 x δba x volume (semelle + fut)
  - Poids propre du dallage : 1.35 x δba x volume dallage
  - Poids propre du blocage : 1.35 x δb x volume maçonnerie
  - Charges d'exploitation (stockage par exemple)

Université Mohammed V
Faculté des Sciences de Rabat
Ecole Supérieure de Technologie LP GC 2014

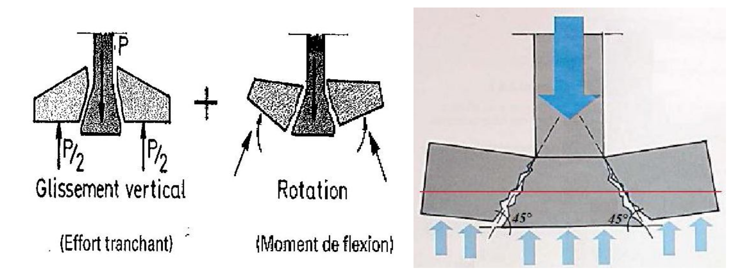


On écrit donc : Nu' = (Nu + 1.35 x Nsupp + 1.5 x Nq) pour le redimensionnement de la semelle (A x B).

- Hauteur minimale de la semelle : Ho = Max [(A-a)/4 ; (B-b)/4] + 5cm

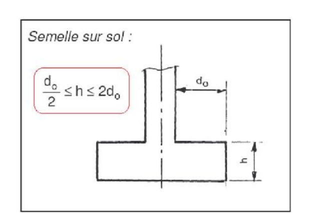
- Condition non poinçonnement : (Nu x 1.5)/(0.045 x Uc x fcj) ≤ Hp

  Avec Uc = périmètre moyen du poinçonnement = 2 x (a + b + 2 x Ho)



- Débord minimal do :

  En plus des deux conditions sur Ho et Hp, il est souhaitable d'après le Comité Euro-International du Béton de satisfaire la condition ci-contre :



  Cette condition n'est pas obligatoire mais recommandée.

D'après la descente des charges au niveau du sous-sol, on a :

Niveau	Appuis file D	Appui 1	Appui 2	Appui 3	Appui 4	Appui 5	Appui 6
Fondation	Réaction ELU	72 776.02	104 902.30	194 850.16	199 630.60	163 342.02	121 453.16
	Réaction ELS	52 529.30	75 668.06	140 527.83	143 938.15	117 795.98	87 639.75
Section poteaux à la base		25 x 25	35 x 35	40 x 40	40 x 40	35 x 35	30 x 30

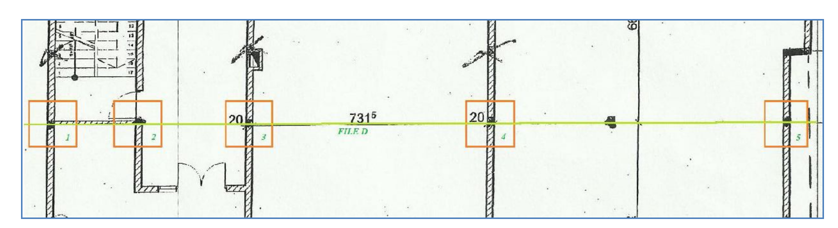
Calcul des contraintes dans le sol sous les semelles :

Pour le calcul de la contrainte dans le sol sous chaque semelle, on distingue 2 cas :

Semelles centrées sous poteaux
Semelles excentrée (ou subissant un moment de renversement

Les semelles S3 ; S4 et S5 étant centrées, on exprime les contraintes qu'elles engendrent dans le sol par l'expression classique (contrainte uniformément répartie) : $\sigma = F/S$

On implante tout d'abord des semelles isolées de (1m x 1m) centrées sous chaque poteau de la file D, en absence des données géotechniques, on supposera que ces dernières sont ancrées de 1,2m dans le sol en dessous du sous-sol et on fait les vérifications :



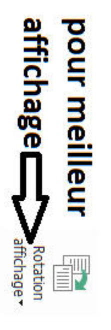
On aboutit aux dimensions ci-dessous :

	Semelles file D	Semelle 1	Semelle 2	Semelle 3	Semelle 4	Semelle 5	Semelle 6
Fondation	Réaction G	40 119.55	57 331.91	106 277.20	108 510.85	89 012.98	66 709.75
	Réaction Q	12 409.75	18 336.15	34 250.63	35 427.30	28 783.00	20 930.00
	Réaction ELU	**72 776.02**	**104 902.30**	**194 850.16**	**199 630.60**	**163 342.02**	**121 453.16**
	Réaction ELS	**52 529.30**	**75 668.06**	**140 527.83**	**143 938.15**	**117 795.98**	**87 639.75**
Section poteau supérieur		**25 x 25**	**35 x 35**	**40 x 40**	**40 x 40**	**35 x 35**	**30 x 30**
Contrainte admissible σ sol ELU		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Contrainte admissible σ sol ELS		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
fcj : résistance du béton (à 28j)		25	25	25	25	25	25
A = B : Dimensions initiales		1.56	1.87	2.55	2.58	2.33	2.01
Hi : hauteur initiale minimale		0.39	0.47	0.64	0.64	0.58	0.50
Profondeur d'ancrage (D)		1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Couverture (D-h)		**0.81**	0.73	0.56	0.56	0.62	**0.70**
Dimension poteau 'a'		0.25	0.35	0.40	0.40	0.35	0.30
Dimension poteau 'b'		0.25	0.35	0.40	0.40	0.35	0.30
Charges Ng supplémentaires		8055.92	11817.76	22420.40	22992.84	18619.33	13665.70
Charge d'exploitation (parking)		500.00	500.00	500.00	500.00	500.00	500.00
Charge Nq supplémentaires		1212.93	1748.37	3247.50	3327.18	2722.37	2024.22
N supp ELU : 1.35Ng + 1.5Nq		12694.89	18576.54	35138.79	36031.10	29219.64	21485.02
A = B : Dimensions corrigées		**1.69**	**2.03**	**2.77**	**2.80**	**2.53**	**2.18**
Hauteur	Ho sens A	0.36	0.42	0.59	0.60	0.55	0.47
	Ho sens B	0.36	0.42	0.59	0.60	0.55	0.47
	Hp sens A	0.40	0.45	0.65	0.66	0.61	0.53
	Hp sens B	0.40	0.45	0.65	0.66	0.61	0.53
	H retenue	**0.40**	**0.45**	**0.65**	**0.66**	**0.61**	**0.53**
Pré-dimensionnement A x B x h		170x170x40	200x200x45	280x280x65	280x280x65	255x255x60	220x220x55

Calcul contraintes sous S3; S4 et S5		S1-2		Appui 3	Appui 4	Appui 5	Appui 6
Pré-dimensionnement AxBxh		170x170x45		280x280x65	280x280x65	255x255x60	220x220x65
Surface semelles : Si (m²)		2.89		7.84	7.84	6.50	4.84
F	Réaction ELU	72 776.02	104 902.30	194 850.16	199 630.60	163 342.02	121 453.16
	Réaction ELS	52 529.30	75 668.06	140 527.83	143 938.15	117 795.98	87 639.75
	Charge Felu + Nu supp	85 470.91	123 478.84	229 988.95	235 661.70	192 561.66	142 938.18
	Charge Fels + (Ng + Nq)	61 798.15	89 234.19	166 195.72	170 258.17	139 137.67	103 329.67
σ dans le sol	à l'ELU : σu (en bars)	semelle excentrée		2.93	3.01	2.96	semelle excentrée
	à l'ELS : σs (en bars)	semelle excentrée		2.12	2.17	2.14	semelle excentrée
σ admis sol	à l'ELU : σau (en bars)	3.00					
	à l'ELS : σas (en bars)	2.00					

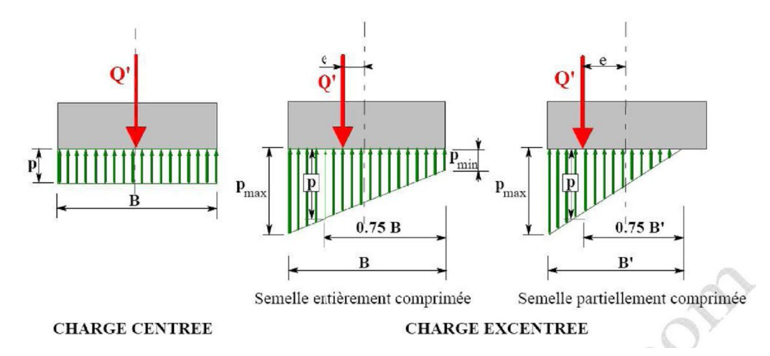
Dans un sens plus sécuritaire et afin de mieux faire baisser les contraintes dans le sol loin de la limite admissible, on augmente les dimensions des semelles de 20cm, soient :

Calcul contraintes sous S3; S4 et S5		S1-2		Appui 3	Appui 4	Appui 5	Appui 6
Pré-dimensionnement AxBxh		170x170x45		300x300x65	300x300x65	275x275x60	220x220x65
Surface semelles : Si (m²)		2.89		9	9	7.29	4.84
F	Réaction ELU	72 776.02	104 902.30	194 850.16	199 630.60	163 342.02	121 453.16
	Réaction ELS	52 529.30	75 668.06	140 527.83	143 938.15	117 795.98	87 639.75
	Charge Felu + Nu supp	85 470.91	123 478.84	229 988.95	235 661.70	192 561.66	142 938.18
	Charge Fels + (Ng + Nq)	61 798.15	89 234.19	166 195.72	170 258.17	139 137.67	103 329.67
σ dans le sol	à l'ELU : σu (en bars)	semelle excentrée		2.56	2.62	2.64	semelle excentrée
	à l'ELS : σs (en bars)	semelle excentrée		1.85	1.89	1.91	semelle excentrée
σ admis sol	à l'ELU : σau (en bars)	3.00					
	à l'ELS : σas (en bars)	2.00					



c.2 – Semelles isolées excentrée sous poteaux :

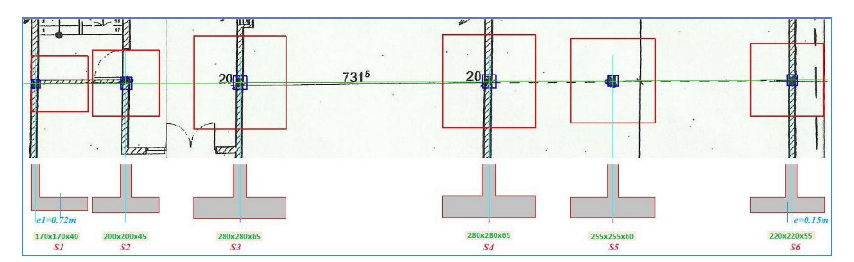
En cas de mitoyenneté de deux bâtiment, ou d'obstacle (contrainte) proche des fondations, on est obligé d'excentrer les centre de gravités de certaines semelles de ceux de leurs poteaux supérieurs, cela enduit des moments de renversement et des contraintes réparties non-uniformément sous ces dernières :



Les semelles sur les cotés droit et gauche devront être excentrées vu la mitoyenneté (cf. plan de coffrage fondation – **annexe 1**).

L'excentrement de la semelle 1 de la file D est : e = (A – a)/2 = (1.70-0.25)/2 = 0.72m.

Disposant d'un espace de 80cm coté gauche du bâtiment, la semelle 6 de la file D peut donc être excentrée de : e = [(B-b)/2 - 0.80] = [(2.20-0.35)/2 – 0.80] = 0.13m, on prend 15cm.



Par la suite, on pourra regrouper les semelles S1 et S2 en une seule semelle.

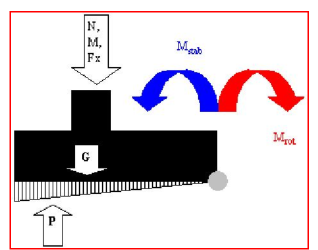
Il va falloir donc revérifier :

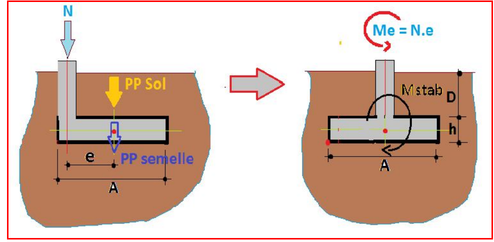
- la répartition et la valeur de la contrainte dans le sol
- leur stabilité au renversement des semelles S1 et S6

En se basant sur le pré-dimensionnement des semelles centrées S1 et S6, on commence par vérifier leur non-renversement après excentrement :

Vérification du non renversement :

D'après le fascicule 62 titre V et le DTU13.12, les semelles excentrées doivent être vérifiées au renversement comme suit : **Mstab / Mrenv ≥ Kr**





Kr : coefficient de sécurité au renversement de la semelle

- Kr = 1 : équilibre limite
- Kr > 1 : semelle stable au renversement
- Kr < 1 : semelle instable au renversement

Toutefois, en vu de maitriser toutes imprécision ou risque de défaillance, il est recommandé de choisir des valeurs > 1 en fonction de l'importance de la structure :

- 1.2 < Kr < 1.5 : nouveaux projet de construction et Règles parasismiques
- 1.0 < Kr < 1.2 : renforcement d'une structure existante
- 1.0 < Kr < 1.1 : structures secondaire ou de faible importance

Université Mohammed V
Faculté des Sciences de Rabat
Ecole Supérieure de Technologie LP GC 2014

Le choix d'une valeur de Kr ne doit pas engendrer un surdimensionnement aberrant de la fondation excentrée.

Pour le présent projet, on adoptera Kr = 1 pour vérifier la stabilité au renversement et K = 1.2 pour le dimensionnement.

Semelle 1

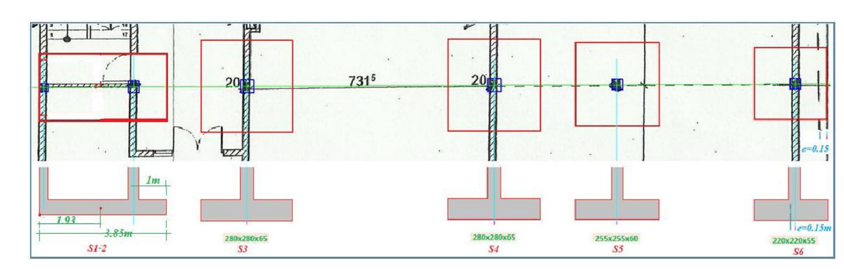
A	1.70	m	D	0.81	m
B	1.70	m	e	0.72	m
h	0.40	m	A/6	0.28	m
Nelu	0.728	MN	Mrenv elu	0.436	MN.m
Nels	0.525	MN	Mrenv els	0.313	MN.m
PP semelle	0.029	MN	Mstab	0.077	MN.m
PP terre	0.042	MN	Kr elu	0.178	X
PP dallage	0.020	MN	Kr els	0.247	X
Psupp	0.091	MN	Mstab : Psupp non pondérée		

Semelle 6

A	2.20	m	D	0.70	m
B	2.20	m	e	0.15	m
h	0.55	m	A/6	0.37	m
Nelu	1.215	MN	Mrenv elu	0.150	MN.m
Nels	0.876	MN	Mrenv els	0.107	MN.m
PP semelle	0.067	MN	Mstab	0.177	MN.m
PP terre	0.061	MN	Kr elu	1.181	X
PP dallage	0.033	MN	Kr els	1.646	OK
Psupp	0.161	MN	Mstab : Psupp non pondérée		

Alors que la vérification de la semelle S6 présente un (Kr = 1.18 > 1) mais inferieur à la valeur 1.2, on constate que le coefficient pour la semelle S1 est trop faible et de ce fait très loin de la valeur minimale 1,20.

En augmentant l'épaisseur de la semelle S6 à 65cm, on résout le problème de renversement de la semelle S6. Par contre, pour la semelle S1, il faut augmenter considérablement les dimensions pour stabiliser cette semelle au renversement, cela entraine son chevauchement avec la semelle S2, on vérifie donc la stabilité d'une semelle sous 2 poteaux :



L'effort provenant du poteau 1 tant à renverser la semelle S1-2 alors que celui provenant du poteau 2 la stabilise, compare donc les moments :

Mr/G = 73.000kg x 1.93m = 140.890 kg.m et **Ms**/o = 105.000kg x 2.85m = 300.000 kg.m

Plus précisément, on a : Fs = 2.13 (Nu2 étant dominante, la semelle est largement stable)



ELU	Resultantes Ri	distance di	M. stabilisant	M. renverssant
Nu1 max	85 470.91	1.93		164 958.85
Nu2 min	123 478.84	2.85	351 914.68	
Prenv supp max	6 485.65	0.75		4 864.24
Pstab supp min	2 783.54	3.35	9 324.86	
			361 239.54	169 823.08
		Coeff. Sécurité Fs =	2.13	

Calcul de Structure TP Béton Armé
FEVIER 2014

On adopte la plus grande des épaisseurs de S1 et S2, soit 45cm.

On revérifie le poinçonnement sous le poteau 1 avec le nouveau périmètre Uc1=2a+b+4Ho :

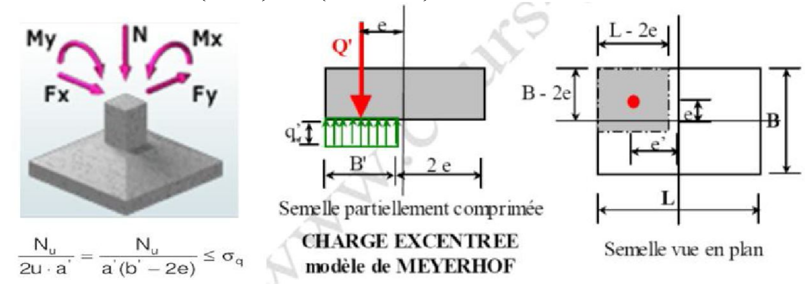
Hp = (Nu x 1.5)/(0.045 x Uc x fcj) = (0.73x1.5)/(0.045x(3x0.25+4x0.4)x25) = 0.44m

Donc on garde la semelle S1-2 avec les dimensions : (A x B x h) = 3.85 x 2.00 x 0.45

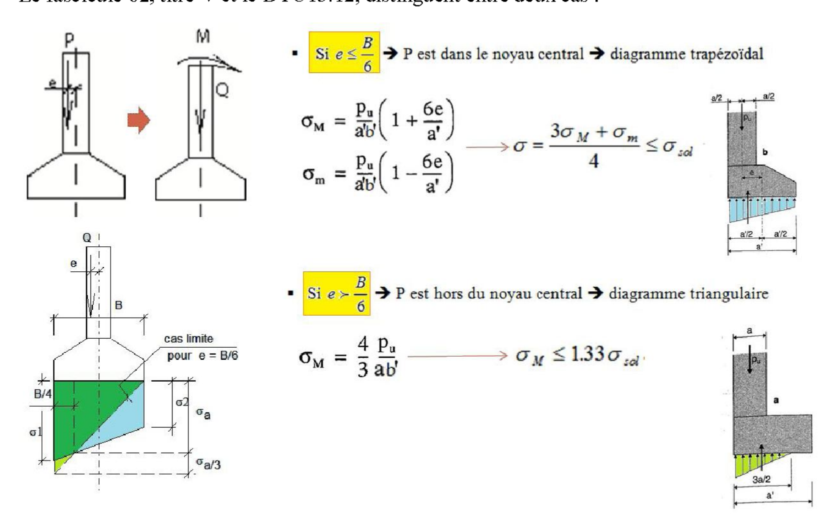
On passe donc au calcul des contraintes dans le sol sous ces semelles.

Calcul des contraintes dans le sol sous les semelles excentrées :

Pour les semelles S1-2 et S6, étant excentrées, elles subissent des moments d'excentrement, ce qui fait qu'elles soient partiellement comprimées, on utilise la méthode de MEYERHOF pour calculer les contraintes engendrées, cette méthode revient à considérer une semelle fictive de dimensions (a' x 2u) avec (2u = b' - 2e) :

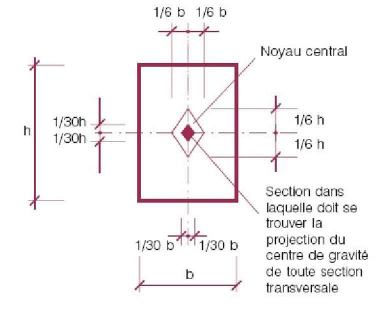


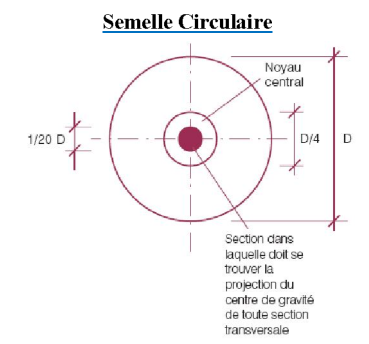
Le fascicule 62, titre V et le DTU13.12, distinguent entre deux cas :



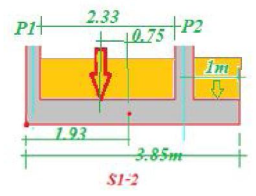
Le noyau étant défini comme suit :

Semelle Rectangulaire **Semelle Circulaire**





Pour la semelle S1-2, on cherche d'abord l'excentrement équivalent par rapport au centre de gravité, tenant compte des deux poteaux P1 et P2 :



Eeq = M/P = [M/G(P1) - M/G(P2)]/(P1+P2)

soit : Eeq = [(85.5t x 1.93)-(123.5t x 1.26)]/(85.5+123.5)

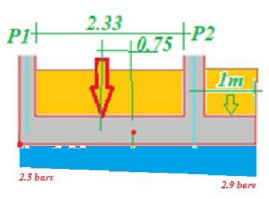
Eeq = l -0.05m l < 3.85/6 = 0.64m (excentrement coté poteau 2)

donc la répartition de la contrainte est trapézoïdale sous la semelle :

- σ_M = (0.885+1.235)/(2x3.85)x(1+6x0.05/3.85) = 0.29 MPa
- σ_m = (0.885+1.235)/(2x3.85)x(1-6x0.05/3.85) = 0.25 MPa
- σ_s due au poids de la semelle : (1.35x2x3.85x0.025)/(2x3.85)=0.015 MPa

La contrainte moyenne est donc :

$\sigma = (3\ \sigma_M + \sigma_m)/4 + \sigma_s = 0.295$ MPa < 0.3 MPa



Cette contrainte peut être considérée comme répartie d'une manière rectangulaire sous la semelle, vu la faible variation entre σ_M et σ_m.

Donc la semelle S1-2 (3.85x2.00x0.45) est vérifiée en terme de portance du sol, néanmoins, en vu de faire baisser la contrainte qu'elle engendre dans le sol, il est souhaitable d'augmenter légèrement ces dimensions, on opte donc à : S1-2 (4.00x2.00x0.45).

Pour la semelle S6 (Nu = 143 000 kg), l'excentrement est e=0.15m < 2.20/6 = 0.37m, donc la répartition de la contrainte est trapézoïdale sous la semelle d'où :

σ_M = 0.59 MPa ; σ_m = 0 ; σ_s = 0.022 MPa d'où : σ = 3x0.6/4+0.022 = 0.47 MPa > 0.3 MPa

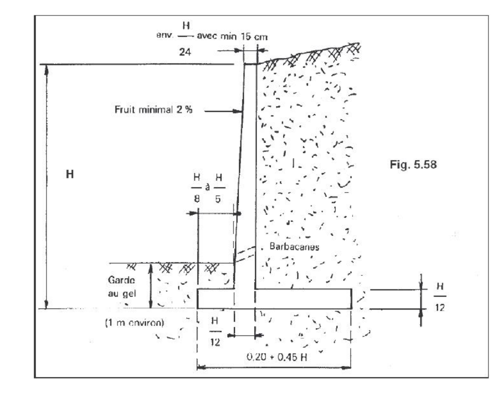
c.3 – Mur de soutènement au sous-sol :

Le sol en sous-sol, est soutenu par des voiles en béton armé reposant sur des semelles filantes. Ces derniers peuvent en plus de leur rôle de soutènement, participer à supporter les charges descendantes et à l'absorption de l'effort sismique à la base, toutefois, dans le présent bâtiment, on les justifiera que comme mur de soutènement en un premier lieu, puis on les recalculera en deuxième partie pour supporter l'effort sismique (voiles périphériques de contreventement).

A fin d'éviter de faire participer le voile périphérique à la reprise des charges verticales, les poutres du plancher haut sous-sol doivent être dimensionnées de tel sorte à les reprendre.

Épaisseur initiale du mur de soutènement :

D'après les règles SETRA (dossier MUR 73 [5.2]) le pré-dimensionnement du mur de soutènement se fait comme suit :



Pour le présent projet :

E1 mur = Max (15cm; H/24)

E1 mur = Max (15cm; 2.8/24)

E1 mur = 15cm

E2 mur = H/12 = 25cm

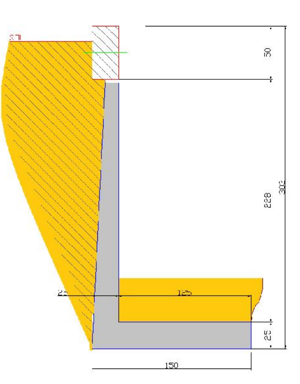
E semelle = H/12 = 2.8/12 = 25cm

L semelle = 0.2+0.45H = 1.50m

L talon = 0.35 à 0.56m

On opte donc pour un mur de soutènement de 25cm reposant sur une semelle filante de section (1.5m x 0.25m) sans débord extérieur (existence des bâtiments mitoyens).

Vérification de la stabilité du mur de soutènement :



Calcul de la poussée du sol : **P = K x γ_s x Z**

P = 0.5 x 1.8 t/m3 x 3m = 2.70 t/m²

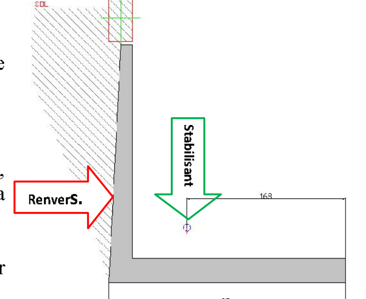
Moment renversant : **Mrenv = 2.7x3/2x2.8m/3 = 3.8 t.m**

Moment stabilisant : **Mstab = 2.5t/m^{3}x0.81m^{3}x1.06m**
Mstab = 2.14 t.m

Le mur est instable (Mrenv > Mstab), donc on propose d'ancrer la semelle dans le sol de 1.20m pour faire participer le sol à la stabilisation de la semelle ou d'augmenter la largeur de la semelle.

Ne pouvant pas opter à la première solution, vu le risque de déstabilisation au cas où il y aura un terrassement au-dessus de la semelle (à long terme, par exemple : travaux de renforcement), on opte à la deuxième solution en augmentant la largeur de la semelle jusqu'à sa stabilisation au renversement :

Mstab = 2.5t/m^{3}x1m^{3}x1.70m = 4.25 t.m



Ce moment stabilisant est > au moment de renversement, le coefficient de sécurité étant :

Fs = Mstab / Mrenv = 4.25/3.80 = 1.12

Pour améliorer d'avantage ce coefficient de sécurité, on peut augmenter encore un peu plus la largeur de la semelle.

Dans ce projet on opte à la semelle filante de largeur **B = 2.60m.**

On vérifie aussi la stabilité au glissement de cette semelle conformément au :

Fascicule 62 Titre V :

La condition générale de la stabilité au glissement est :

$$Q_{tf} \le Q_f = \frac{N \cdot \tan(\phi)}{\gamma_1} + \frac{c \cdot A_c}{\gamma_2}$$

$\gamma_1 = 1{,}2$

$\gamma_2 = 1{,}5$

Où : Q_{TF} - force horizontale.
N - effort axial
j - - angle de frottement interne du sol
c - cohérence du sol (mais pas plus que 75 kPa)
Un_C - Foundation-soil zone de contact.

Dans le cas de l'analyse du glissement entre la semelle et le gros béton, le coefficient de frottement béton/gros-béton est égale à 0.75.

$Q_F/Q_{TF} \geq 1.0$

La force horizontale étant égale à la résultante des poussées de sol appliqué au 1/3 bas de la hauteur du mur de soutènement **= 2.7x3/2 = 4.05 t.**

On considère un sol avec les caractéristiques géotechniques suivantes : C=20KPa et α=28°.

Le sol résiste au glissement par frottement, soit : Q_{f1} = C x S / γ_2 = 10x(2.6x1.0)/1.5 = 3.50 t

Le poids du mur participe aussi par : Q_{f2} = N x tg(28°) = 2.5t x tg(28)/1.2 = 1.10 t

Soit l'effort stabilisant total : **Q_{fT} = Q_{f1} + Q_{f2} = 3.5 + 1.1 = 4.60 t**, soit : **Fs = 1.13**

En cas d'amplification sismique de la poussée, la valeur de la poussée dynamique est évaluée à partir de la poussée statique comme suit (règles SETRA) :

Pdyn = Pstat x Acceleration/g = (1+1.6/10) x Pstat = 1.16 x 4.05 = 4.70 t

Cette mellification met en état instable le mur de soutènement, il faut donc augmenter son poids ou la surface de sa semelle pour le stabiliser. Cette vérification sera traitée en détail dans la partie II (étude parasismique).

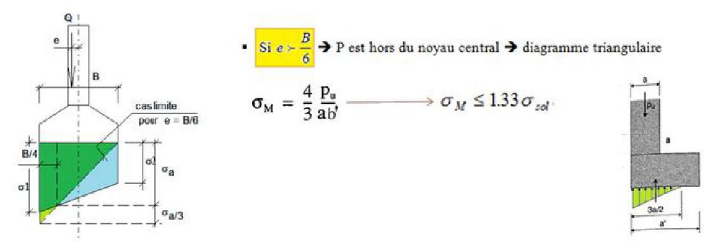
Vérification des contraintes sous la semelle :

La poussée du sol ainsi que le poids du mur et de la semelle engendrent des contraintes dans le sol qu'il est nécessaire de vérifier vis-à-vis de la contrainte admissible du sol.

Cette vérification se fait à l'ELU pour justifier la fondation du mur de soutènement aux contraintes maximales probables d'être atteintes :

Contrainte du au poids du mur de soutènement :

- La différence entre le centre de masse de la semelle et du mur de soutènement (y compris la semelle) est : 0.70m > 2 .50/6 = 0.41m
- La répartition de la contrainte sous la semelle est donc triangulaire :



- L'effort Pu est donc = 1.35 x (Poids mur) = 1.35x2.5t = 3,4 t
- La contrainte σ_{M1} = 4/3 x 0.034MN/(2.60x1.00) = 0.17 bars

Contrainte du à la poussée appliquée sur le mur de soutènement :

La poussée sur le mur de soutènement engendre un moment de renversement (pondéré de 1.33) de l'ordre de : 1.33 x 4.05 x 2.5/3 = 4.50 t.m

- On en déduit l'excentrement fictif : e = Mrenv/Poussée = 4.50/4.05 = 1.11m, cette différence est > 2 .50/6 = 0.41m
- La répartition de la contrainte sous la semelle est donc triangulaire :
  σ_{M2} = 4/3 x 0.045MN/(2.60x1.00) = 0.23 bars

La contrainte totale est donc : $\sigma_M = \sigma_{M1} + \sigma_{M2}$ = 0.17 + 0.23 = 0.4 bars

Les contraintes dans le sol à l'ELU sont faibles et largement vérifiées.

Donc c'est la condition de non-renversement du mur qui est prépondérante au dimensionnement de la semelle filante sous le voile.

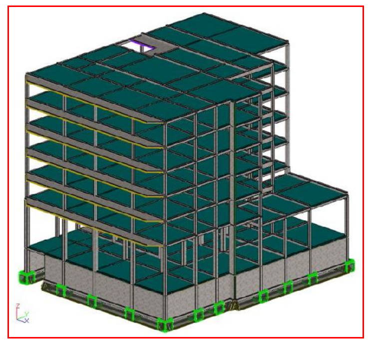
Les élargissements en largeur au droit des poteaux (issus des semelles isolée sont retenus.

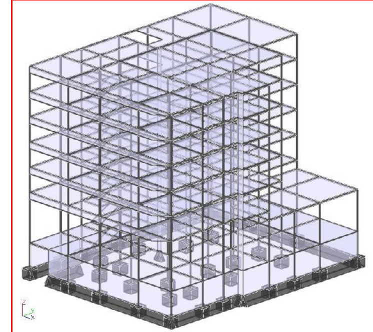
ELABORATION DES PLANS DE COFFRAGE

Hormis les éléments de l'axe D de la structure, nous avons fait recours au logiciel CBS-Pro qui est un module annexe au logiciel Robot Structural Analysis pour pré-dimensionner rapidement le reste des éléments de la structure.

1. Modèle 3D du bâtiment :

Grace à CBS-Pro, en travaillant en mode 2D, on obtient le modèle 3D calé dans un espace tridimensionnel à repère orthonormé (O, X, Y, Z), les éléments modélisés sont des barres et des plaque en béton armé, le modèle final doit être axial pour assurer parfaitement la transmission des efforts entre les différent éléments constituant la structure. Ci-dessous l'aperçu de ce modèle :


Modèle architectural


Modèle de calcul

A base de ce logiciel on peut effectuer :

- la descente et répartition des charges verticales et horizontale dans le bâtiment
- l'évaluation et génération automatiques des charges du vent et du séisme
- le calcul RDM des éléments de la structure sous différentes combinaisons désirées
- le pré-dimensionnement et la vérification des sections béton minimales nécessaires
- le quantitatif estimatif de la structure porteuse (élément secondaires aussi possible)
- le quantitatif exacte des matériaux béton et armatures (après dimensionnement des éléments de la structure dans le logiciel Robot).

Le logiciel effectue le pré-dimensionnement des éléments conformément aux règles pratiques des règlements de calcul (au choix de l'utilisateur), dans ce projet il s'agit du BAEL, le DTU13.12 et le fascicule 62-V, tel que nous avons procéder ci-avant.

A base du pré-dimensionnement qu'on à effectuer et du logiciel CBS-Pro, on établit les premier plans de coffrage, ces derniers seront mis à jour au cours du dimensionnement définitif en cas de nécessité **(cf. plans de coffrage – Annexe 1).**

2. Aperçu sur le logiciel CBS-Pro :

CBS-Pro est un logiciel en éléments finis très adapté au dimensionnement des structures en béton armé. La représentation des éléments est relativement facile ainsi que l'introduction des charges.

Après la phase de conception, CBS Pro permet de faire la modélisation de la structure, de définir les caractéristiques géométriques des éléments (dalles, poutres, poteaux …), de saisir les charges qui leur sont appliquées, et de déterminer les propriétés des matériaux de construction (béton et acier).

Le logiciel permet aussi d'effectue la descente de charge et d'estimer les efforts appliqués aux éléments de chaque niveau.

Il est à signaler que le logiciel CBS Pro ne permettant pas le dimensionnement des éléments, , ni leur ferraillage, mais il a l'avantage d'être en étroite liaison avec le logiciel : Robot Structural Analysis.

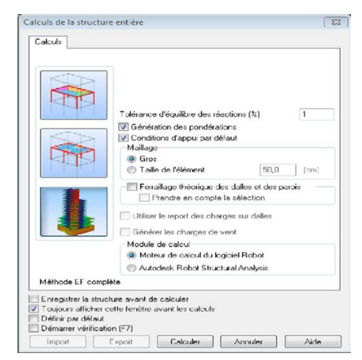
Tous les résultats tirés du CBS peuvent être exploitable par ROBOT qui permet le dimensionnement des éléments, et la détermination de la quantité et la disposition du ferraillage dans la section.

Le calcul se fait suivant 3 méthodes (étapes) de calcul :

Surface d'influence : Cette méthode convient surtout pour les bâtiments réguliers avec des dalles de type rectangulaires. Les dalles sont divisées en zones d'influence selon le type de la dalle.

Éléments finis partiels : Dans cette méthode, les calculs sont effectué par EF pour les dalles seulement, elle convient pour les formes de dalles quelconques.

Méthode globale : elle traduit le comportement réel du bâtiment, elle consiste à créer un modèle en éléments finis MEF complet. De plus, cette méthode est indispensable pour les structures irrégulières.



Les charges sismiques sont générées automatiquement par le logiciel (cf. partie 2).

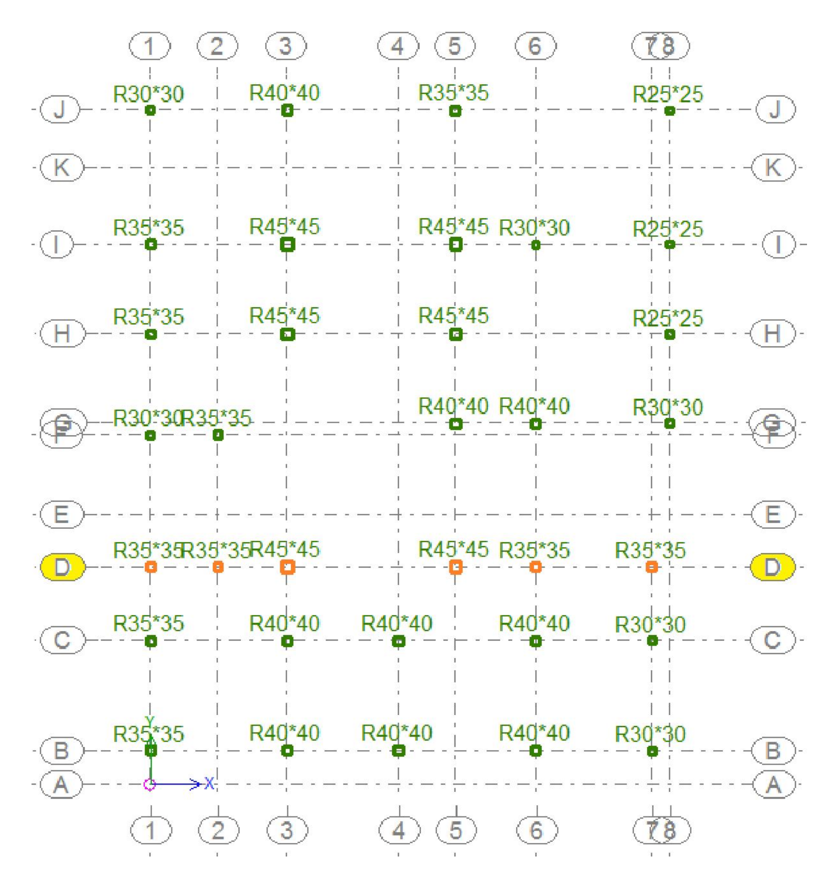
Université Mohammed V
Faculté des Sciences de Rabat
Ecole Supérieure de Technologie LP GC 2014

3. Poteaux en Fondation :

On rappel les résultats du pré-dimensionnement manuel :

Niveau RDC	Appuis file D	Appui 1	Appui 2	Appui 3	Appui 4	Appui 5	Appui 6
Fondation	Réaction ELU	72 776.02	104 902.30	194 850.16	199 630.60	163 342.02	121 453.16
	Réaction ELS	52 529.30	75 668.06	140 527.83	143 938.15	117 795.98	87 639.75
Section poteaux à la base		25 x 25	35 x 35	40 x 40	40 x 40	35 x 35	30 x 30

Le résultat du pré-dimensionnement des poteaux en fondation est comme suit :

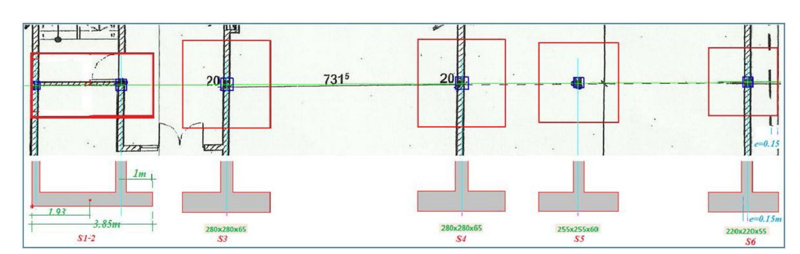


On remarque que les deux pré-dimensionnement (manuel et automatique) convergent.

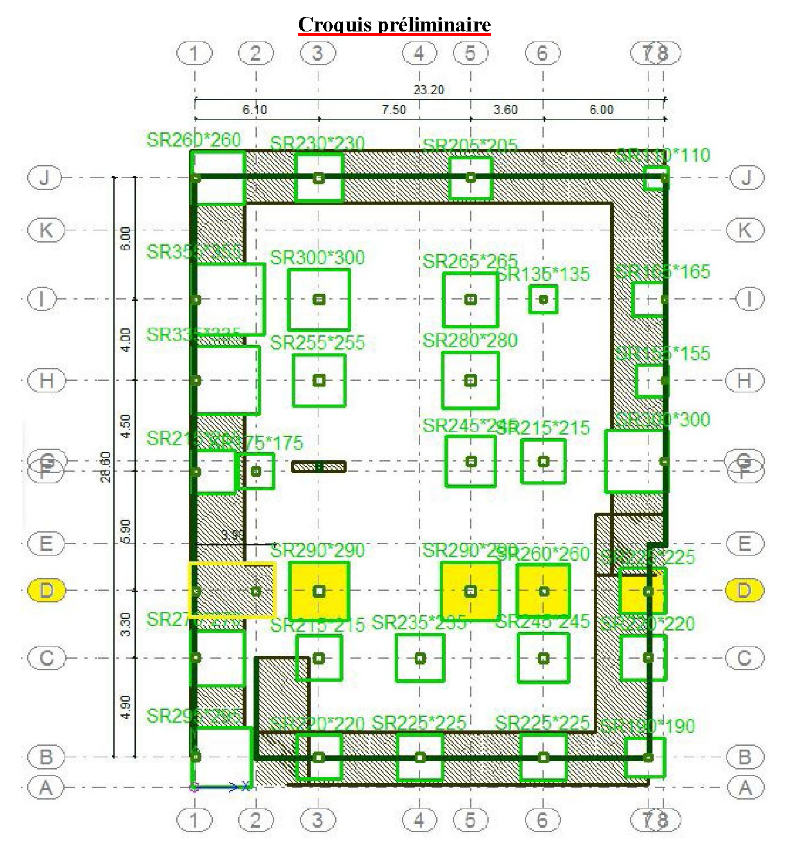
Tous les poteaux à l'étage supérieur (5éme étage) sont de section 25x25.

4. Semelles isolées et filantes :

On rappel les résultats du pré-dimensionnement manuel :



Croquis préliminaire



On remarque que les deux pré-dimensionnement (manuel et automatique) convergent.

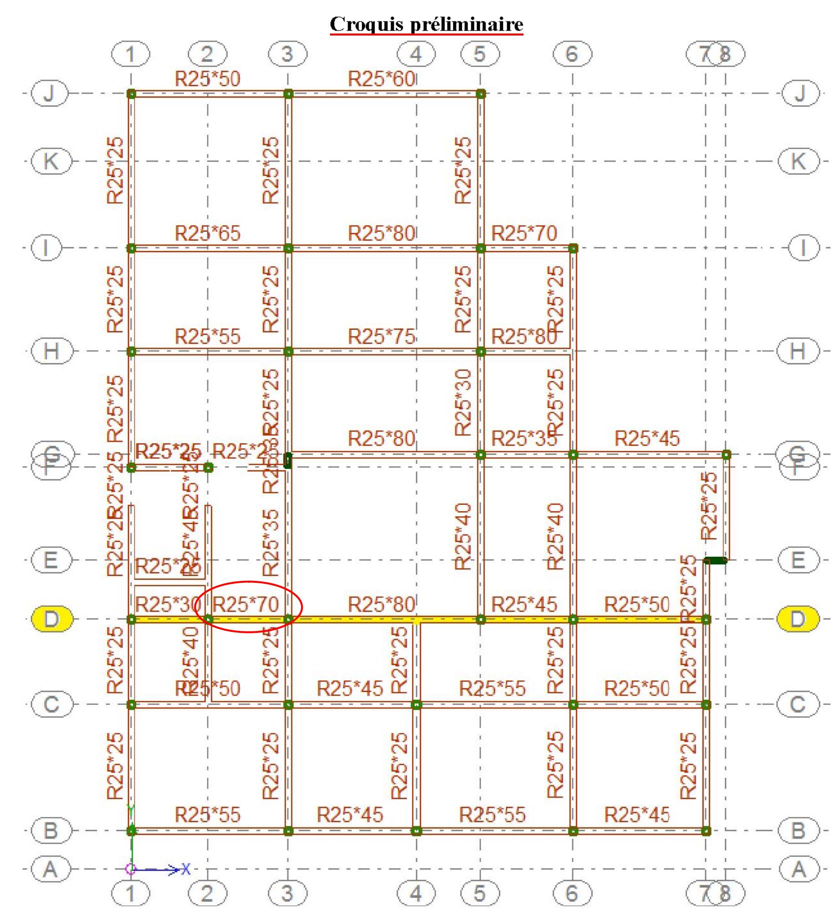
5. Poutre axe D :

On rappel les résultats du pré-dimensionnement manuel :

Planchers haut étage :

Calculées :	**25x30**	**25x40**	**25x70**	**25x40**	**25x45**
Retenues :	**25x45**	**25x45**	**25x75**	**25x50**	**25x50**

Croquis préliminaire



On remarque que les deux pré-dimensionnement (manuel et automatique) convergent.

Les légers écarts constatés sont dues aux hypothèses simplificatrices qui caractérisent le calcul manuel suivant les règles pratiques BAEL.

Planchers haut sous-sol (magasins) :

Calculées :	**25x30**	**25x45**	**25x75**	**25x50**	**25x45**
Retenues :	**25x45**	**25x45**	**25x75**	**25x50**	**25x50**

Le résultat du pré-dimensionnement automatique est comme suit :

Croquis préliminaire



On remarque que les deux pré-dimensionnement (manuel et automatique) convergent.

On retient :	**25x45**	**25x45**	**25x80**	**25x50**	**25x50**

Université Mohammed V
Faculté des Sciences de Rabat
Ecole Supérieure de Technologie LP GC 2014

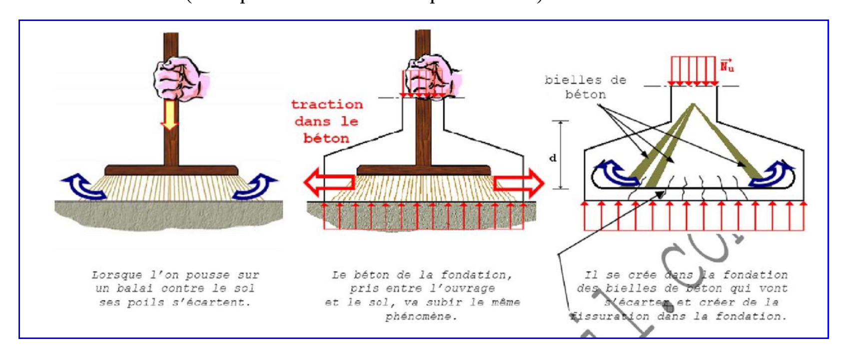
CALCUL DES FERAILLAGES DES ELEMENTS BA

Dans le présent chapitre, on traitera le calcul et dessin du ferraillage des éléments BA constituant la structure porteuse de notre bâtiment.

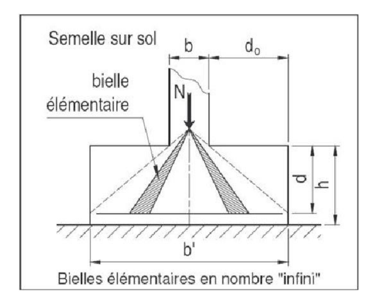
1. Ferraillage des semelles isolées :

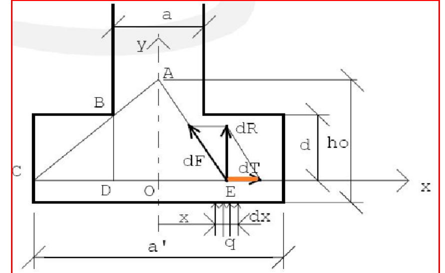
Pour le calcul du ferraillage des semelles isolées, deux méthodes sont envisageables, en fonction des sollicitations et de l'excentrement de la charge du centre de gravité de la semelle, on applique soit la méthode dite « méthode des bielles » ou la méthode dite « méthode des moments » selon les conditions suivantes :

- **la méthode des bielles** s'applique lorsque la semelle ne supporte qu'un effort normal Nu perpendiculaire à sa base et lorsque la réaction du sol trapézoïdale sous la semelle tend à un diagramme rectangulaire (σM – σm => 0). Cette méthode consiste à Déterminer les efforts horizontaux de traction résultant de la décomposition des forces transmises par des bielles fictives (telle que illustré ci-dessous pour le balai) :



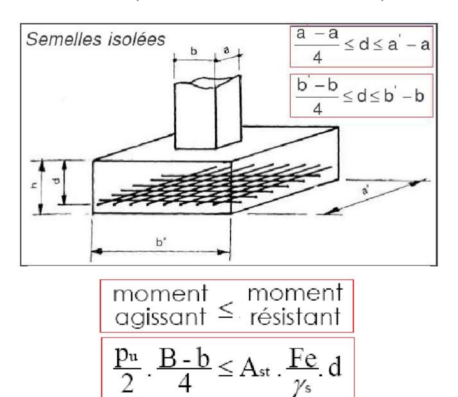
Les efforts déterminés sont équilibrées par des armatures placées à la partie inférieure des semelles (en cas de traction en fibre supérieure, les armatures sont placées aussi dans la partie supérieure de la semelle).

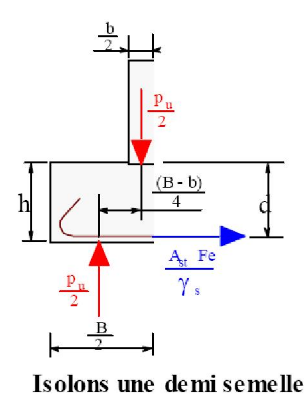




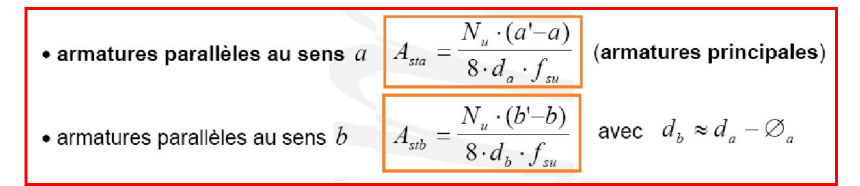
Dans les cas où les semelles sont soumises simultanément à une charge verticale **N** et à un moment de flexion **M**, il convient d'utiliser la méthode générale.

En isolant une demi-semelle, l'équilibre des moments des efforts s'écrit comme suit dans un sens X ou Y (il faut calculer les deux sens) :





D'où on déduit les formules présentées dans le BAEL91. Modif 99 :



Le BAEL indique les valeurs de f_{su} en fonction du préjudice possible à atteindre les armatures en cas d'ouverture des fissures :

Contraintes limites de traction des aciers

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	$\sigma_{st} \le f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole) : η η = 1 pour ronds lisses η = 1,6 pour aciers HA diamètre ≥ 6 mm η = 1,3 pour aciers HA si diamètre < 6 mm (*)	$\overline{\sigma_{st}} = \inf\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \, f_{tj}}\right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers > 8 mm (**)	$\overline{\sigma_{st}} = \inf\left(0{,}5 f_e ; 90\sqrt{\eta \, f_{tj}}\right)$

N.B. Aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale >60 cm).
(*) 3 cm² par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration préjudiciable.
(**) 5 cm² par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration très préjudiciable.

D'après le BAEL, le choix de l'état limite pour dimensionnement est fonction de l'état du préjudice probable à l'ouverture des microfissures dans le béton :

Type de fissuration	Fissuration Peu Préjudiciable	Fissuration Préjudiciable	Fissuration Très Préjudiciable
Dimensionnement	ELU	ELU (ou ELS)	ELS
Vérification	ELS	ELS (ou ELU)	inutile

Le coefficient de sécurité des armatures affectant f_{su} est choisi en fonction de la combinaison de dimensionnement :

Coefficient de sécurité γ_s de l'acier en fonction des combinaisons

Coefficient de sécurité	Combinaisons fondamentales	Combinaisons accidentelles
γ_s	1.15	1.00

Calcul du ferraillage de la semelle centrées S_{D4}

On rappel les charges sur les semelles de la file D, notamment à l'ELS :

Niveau	Appuis file D	Semelle 1	Semelle 2	Semelle 3	Semelle 4	Semelle 5	Semelle 6
Fondation	Réaction ELU	72 776.02	104 902.30	194 850.16	199 630.60	163 342.02	121 453.16
	Réaction ELS	52 529.30	75 668.06	140 527.83	143 938.15	117 795.98	87 639.75
Dimensions des semelles		4.00 x 2.30 x 45		3.00x3.00x65	3.00x3.00x65	2.60x2.60x65	2.25x2.25x65

Le calcul se fait généralement soit en fissuration préjudiciable ou très préjudiciable vu que les fondations représentent des ouvrages enterrés.

En cas de Fissuration Préjudiciable, le calcul du ferraillage donne les résultats suivants :

FP	Détermination des aciers tendus			
Contrainte de traction du béton	0.6 + (0.06 x Fc28)	Ft28 =	2.10	MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini (2/3 Fe ; maxi (1/2 Fe ; 110 x ((η x Ftj)^1/2)))			
	FTP = 0.80 x σst (FP)	σst =	250.00	MPa
Nappe inférieure	(Nser / 8) x ((B - b) / (d x σst))	Ax // b =	62.83	cm²
Nappe supérieure	(Nser / 8) x ((A - a) / (d x σst))	Ay // a =	62.83	cm²
Choix des sections commerçiales	Lire dans le tableau des aciers	Ax =>	32 HA16	
		Ay =>	32 HA16	

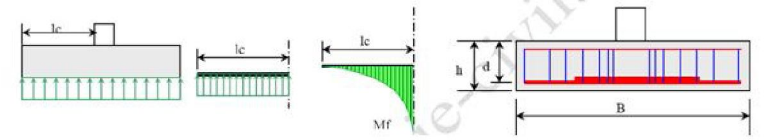
En cas de Fissuration Très Préjudiciable, le calcul donne les résultats suivants :

FTP	Détermination des aciers tendus			
Contrainte de traction du béton	0.6 + (0.06 x Fc28)	Ft28 =	2.10	MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini (2/3 Fe ; maxi (1/2 Fe ; 110 x ((η x Ftj)^1/2)))			
	FTP = 0.80 x σst (FP)	σst =	200.00	MPa
Nappe inférieure	(Nser / 8) x ((B - b) / (d x σst))	Ax // b =	78.54	cm²
Nappe supérieure	(Nser / 8) x ((A - a) / (d x σst))	Ay // a =	78.54	cm²
Choix des sections commerçiales	Lire dans le tableau des aciers	Ax =>	25 HA20	
		Ay =>	25 HA20	

Soit une augmentation de 20% du ferraillage en FTP.

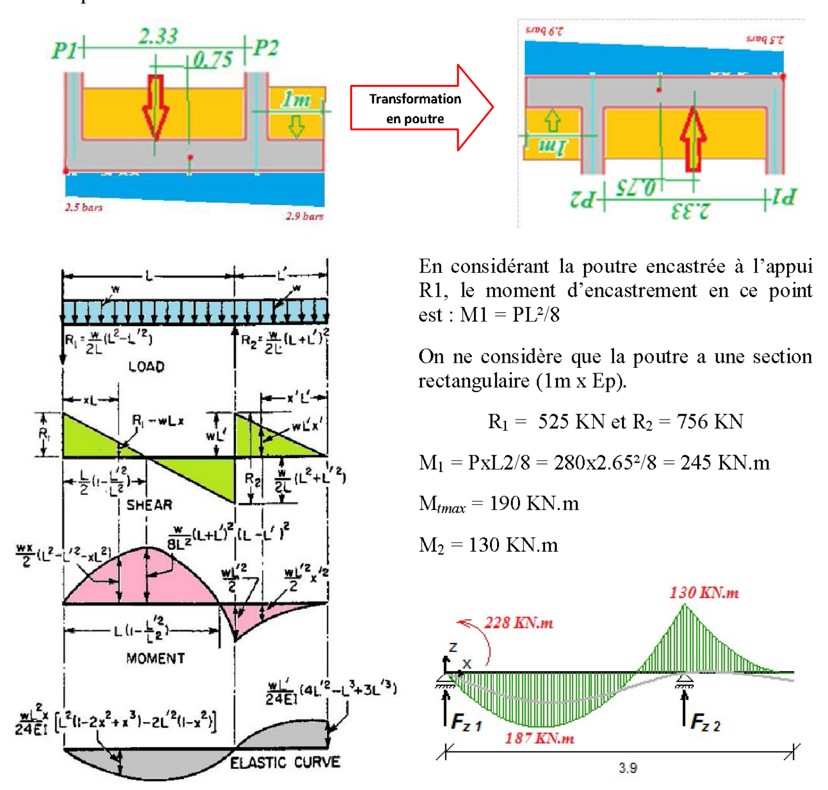
- **la méthode des moments** s'applique lorsque la semelle supporte en plus d'un effort normal Nu un moment d'excentrement ou due à une force horizontale agissant à un niveau plus haut que celui de la semelle.

  Cette méthode consiste à considérer la semelle comme une poutre à double consoles chargées par la réaction du sol, les moments calculés aux l'encastrement permettent de déduire le ferraillage nécessaire :



Calcul du ferraillage de la semelle centrées $S_{1\text{-}2}$

A base de la descente de charge à l'ELS, on calcul le ferraillage nécessaire à la poutre indiquée ci-dessous :



En considérant la poutre encastrée à l'appui R1, le moment d'encastrement en ce point est : $M1 = PL^2/8$

On ne considère que la poutre a une section rectangulaire (1m x Ep).

$R_1 =$ 525 KN et $R_2 =$ 756 KN

$M_1 = PxL2/8 = 280x2.65^2/8 = 245$ KN.m

$M_{tmax} = 190$ KN.m

$M_2 = 130$ KN.m

Les moments connus, on peut déduire les différents ferraillages définissant l'armement de la poutre au niveau de chaque zone (on considère que la Fissuration est Préjudiciable) :

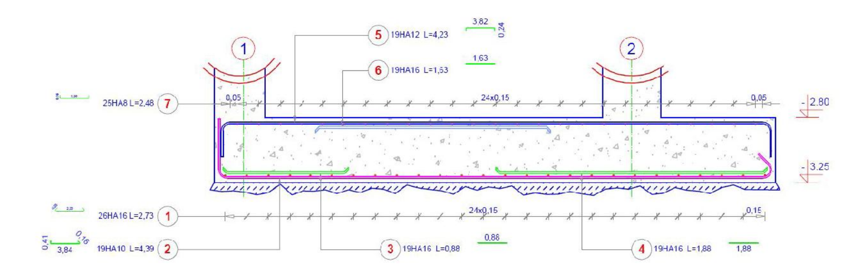
Calcul des contraintes admissibles		sous le poteau D1	en travée D1 - D2	sous le poteau D2
Contrainte de compression du béton	(0.6 x Fc28)	σbc = 15 MPa	σbc = 15 MPa	σbc = 15 MPa
Contrainte limite de traction du béton	0.6 + (0.06 x Fc28)	Ft28 = 2.10 MPa	Ft28 = 2.10 MPa	Ft28 = 2.10 MPa
Contrainte limite de traction des aciers	FP = mini (2/3 Fe ; maxi (1/2 Fe ; 110 x ((η x Ftj)^1/2)))			
	FTP = 0.80 x σst (FP)	σst = 250.00 MPa	σst = 250.00 MPa	σst = 250.00 MPa
Paramètres caractéristiques de la section				
Coefficient de la fibre neutre	σbc / (σbc + (σst / 15))	α = 0.474	α = 0.474	α = 0.474
Ordonnée de la fibre neutre	d x α	y = 0.189 m	y = 0.189 m	y = 0.189 m
Bras de levier du couple interne	d - (y / 3)	Zb = 0.337 m	Zb = 0.337 m	Zb = 0.337 m
Moment résistant du béton de service	0.5 x σbc x b x α (1 - (α / 3)) x d²	Mrbser = 0.479 MN.m	Mrbser = 0.479 MN.m	Mrbser = 0.479 MN.m
Etat limite de compression du béton	si Mrbser > Mser =>> Pas d'aciers comprimés si Mrbser < Mser =>> Aciers comprimés nécessaires	Système d'armatures retenu Pas d'aciers comprimés	Système d'armatures retenu Pas d'aciers comprimés	Système d'armatures retenu Pas d'aciers comprimés
Détermination des sections théoriques d'aciers				
Section des aciers tendus	si pas d'aciers comprimés =>> Mser / (σst x Zb) si aciers comprimés nécessaires =>> [Mrbser / (σst x Zb)] + [(Mser - Mrbser) / (σst x (d - d'))]	Ast = 56.84 cm²	Ast = 56.84 cm²	Ast = 56.84 cm²

Etant donné que le Mrbser > Mser, le ferraillage Ast est calculée par Mrbser le long de la semelle, soient les barres : **HA20 – Esp 15cm**

Dans le deuxième sens de la semelle, étant donnée le non excentrement de cette dernière, les armatures suivant ce sens sont calculées par la méthode des bielles :

Détermination des aciers tendus			
Contrainte de traction du béton	0.6 + (0.06 x Fc28)	Ft28 =	2.10 MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini (2/3 Fe ; maxi (1/2 Fe ; 110 x ((η x Ftj)^1/2)))		
	FTP = 0.80 x σst (FP)	σst =	250.00 MPa
Nappe inférieure	(Nser / 8) x ((B - b) / (d x σst))	Ax // b =	32.93 cm²
Nappe supérieure	(Nser / 8) x ((A - a) / (d x σst))	Ay // a =	32.93 cm²
Choix des sections commerçiales	Lire dans le tableau des aciers	Ax =>	17 HA16
		Ay =>	17 HA16

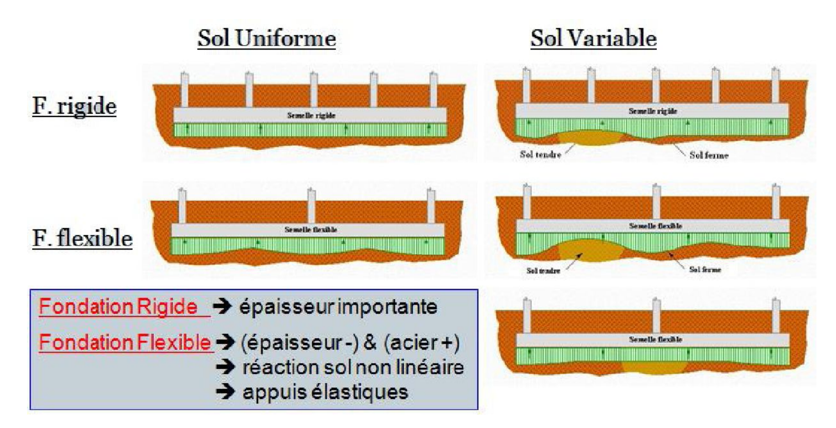
Pour la schématisation des armatures dans la semelle, on adopter la disposition suivante, le plan de ferraillage exact est présenté en **annexe 4**



2. Ferraillage du mur de soutènement + sa semelle filante :

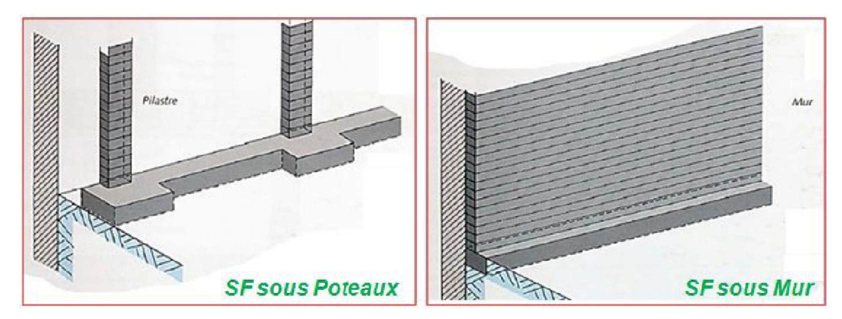
Avant de passer à la détermination du ferraillage de la semelle filante, il y a lieu d'indiquer le choix du mode de fonctionnement de la semelle filante (souple ou rigide) ?

Ce choix est généralement déterministe pour l'optimisation du ferraillage, car les semelles souples sont relativement moins épaisses mais plus ferraillées, alors que les semelles rigides sont massives et souvent moins ferraillées.



Il y a donc une grande différence dans le calcul des semelles filantes sous poteaux et sous voiles en fonction de plusieurs paramètres :

- homogénéité et nature du sol sous la semelle
- charge transmise par colonnes ou voiles
- chargement constant ou variable
- rigidité de la semelle

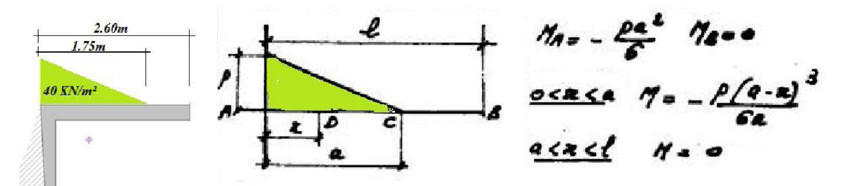


Dans le présent projet, le voile en périphérique ne reçoit pas de charge verticale, il fonctionne seulement comme mur de soutènement, de ce fait, il n'est pas nécessaire de dimensionner sa semelle filante en mode souple, il suffit de calculer une semelle fictive de (1m x B) par la méthode des moments.

Université Mohammed V
Faculté des Sciences de Rabat
Ecole Supérieure de Technologie LP GC 2014

Ferraillage de la semelle filante du MS :

D'après le pré-dimensionnement du mur de soutènement, on rappel la réaction du sol triangulaire sous la semelle du MS de l'ordre de 0.4bars, désirant calculer le ferraillage de cette dernière par la méthode des moments, le moment à l'encastrement est calculé comme suit (cas d'une console avec une charge triangulaire) :



Soit : $M_A = - 40 \times 1.75^2 / 6 = 20$ KN.m

FP	Calcul des contraintes admissibles	
Contrainte de compression du béton	(0.6 x Fc28)	σbc = 15 MPa
Contrainte limite de traction du béton	0.6 + (0.06 x Fc28)	Ft28 = 2.10 MPa
Contrainte limite de traction des aciers	FP = mini (2/3 Fe ; maxi (1/2 Fe ; 110 x ((η x Ftj)^1/2)))	
	FTP = 0.80 x σst (FP)	σst = 250.00 MPa

Paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	σbc / (σbc + (σst / 15))	α = 0.474
Ordonnée de la fibre neutre	d x α	y = 0.095 m
Bras de levier du couple interne	d - (y / 3)	Zb = 0.168 m
Moment résistant du béton de service	0.5 x σbc x b x α (1 - (α / 3)) x d²	Mrbser = 0.120 MN.m
Etat limite de compression du béton	si Mrbser > Mser =>> Pas d'aciers comprimés si Mrbser < Mser =>> Aciers comprimés nécessaires	Système d'armatures retenu Pas d'aciers comprimés

Détermination des sections théoriques d'aciers		
Section des aciers tendus	si pas d'aciers comprimés =>> Mser / (σst x Zb) si aciers comprimés nécessaires =>> [Mrbser / (σst x Zb)] + [(Mser - Mrbser) / (σst x (d - d'))]	Ast = 28.42 cm²

Soit **HA16 – Esp 10cm**

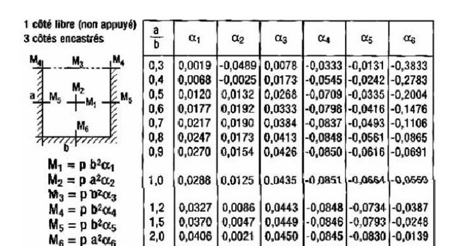
Pour les armatures filantes parallèlement au sens du mur (sens filant), les dispositions minimales de ferraillage sont appliquées ($A_{fil} \geq A_{st}/5 = 6$ cm²) :

Section d'acier de chainage minimal	(1,6 cm² / ml pour HA 500) = (1,6 x B) (2,00 cm² / ml pour HA 400) = (2,00 x B) Remarque : Si B < 1,00m = (1,6 ou 2,00 cm²)	Ax .mini = 4.16 cm²

Soit **HA10 – Esp 25cm,** (HA10 étant le diamètre minimal du ferraillage du chainage).

Ferraillage du MS :

En ce qui concerne le voile, il peut être modélisé comme plaque encastrée en base et en hauteur sur ces deux cotés, par la suite calculé comme dalle reposant sur 3 appuis, pour cela nous utiliserons les abaques simplifiés proposés dans l'EC2 :



1 côté libre (non appuyé)
3 côtés encastrés

$M_1 = p\, b^2\alpha_1$
$M_2 = p\, a^2\alpha_2$
$M_3 = p\, b^2\alpha_3$
$M_4 = p\, b^2\alpha_4$
$M_5 = p\, b^2\alpha_5$
$M_6 = p\, a^2\alpha_6$

$\frac{a}{b}$	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6
0,3	0,0019	-0,0489	0,0078	-0,0333	-0,0131	-0,3833
0,4	0,0068	-0,0025	0,0173	-0,0545	-0,0242	-0,2783
0,5	0,0120	0,0132	0,0268	-0,0709	-0,0335	-0,2004
0,6	0,0177	0,0192	0,0333	-0,0798	-0,0416	-0,1476
0,7	0,0217	0,0190	0,0384	-0,0837	-0,0493	-0,1106
0,8	0,0247	0,0173	0,0413	-0,0848	-0,0561	-0,0865
0,9	0,0270	0,0154	0,0426	-0,0850	-0,0616	-0,0691
1,0	0,0288	0,0125	0,0435	-0,0851	-0,0664	-0,0550
1,2	0,0327	0,0086	0,0443	-0,0848	-0,0734	-0,0387
1,5	0,0370	0,0047	0,0449	-0,0846	-0,0793	-0,0248
2,0	0,0406	0,0021	0,0450	-0,0845	-0,0830	-0,0139

1 côté libre (non appuyé)
3 côtés encastrés

$M_1 = p\, b^2\alpha_1$
$M_2 = p\, a^2\alpha_2$
$M_3 = p\, b^2\alpha_3$
$M_4 = p\, a^2\alpha_4$

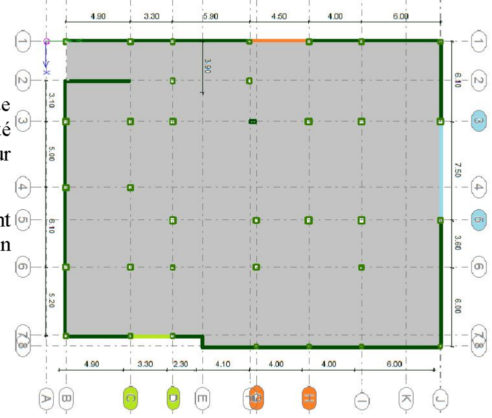
$\frac{a}{b}$	α_1	α_2	α_3	α_4
1,00	0,0252	0,0202	-0,0617	-0,0546
1,10	0,0287	0,0158	-0,0676	-0,0467
1,20	0,0316	0,0123	-0,0722	-0,0399
1,30	0,0340	0,0096	-0,0757	-0,0341
1,40	0,0359	0,0075	-0,0782	-0,0293
1,50	0,0374	0,0060	-0,0800	-0,0254
1,60	0,0386	0,0048	-0,0814	-0,0221
1,70	0,0395	0,0039	-0,0825	-0,0193
1,80	0,0402	0,0031	-0,0834	-0,0171
1,90	0,0408	0,0026	-0,0842	-0,0154
2,00	0,0412	0,0022	-0,0847	-0,0141

On repère les voiles les plus représentatifs pour le calcul des moments :

- Voile CD : L = 3.50m
- Voile HG : L = 4.50m
- Voile 3-5 : L = 6.00m

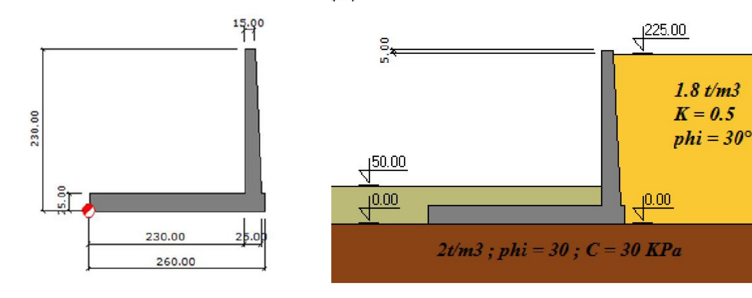
Pour les voiles dépassant 6m de longueur, un raidisseur est implanté au milieu de la longueur pour diminuer la flexion du voile.

Les poteaux en sous sol seront dimensionnés de ce fait, à la flexion composée.



Coupe type du mur de soutènement :

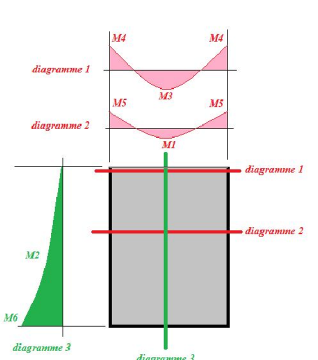
(cm)



Université Mohammed V
Faculté des Sciences de Rabat
Ecole Supérieure de Technologie LP GC 2014

Paramètres							
	a	3.50		4.50		6.00	
	b	2.30		2.30		2.30	
	a/b	1.52		1.96		2.61	
	Poussée Pels	Alpha	Moment	Alpha	Moment	Alpha	Moment
M1 : Horiz centre milieu	70	0.0370	**13.70**	0.0406	**15.03**	0.0460	**17.03**
M5 : Horiz centre extremités	70	-0.0793	**-29.36**	-0.0830	**-30.73**	-0.0886	**-32.79**
M3 : Horiz haut milieu	35	0.0449	**8.31**	0.0450	**8.33**	0.0452	**8.36**
M4 : Horiz haut extrimités	35	-0.0846	**-15.66**	-0.0845	**-15.65**	-0.0844	**-15.62**
M6 : Vertical milieu bas	69	-0.0248	**-20.96**	-0.0139	**-19.42**	0.0024	**-16.09**
M2 : Verticale milieu centre	46	0.0047	**2.65**	0.0021	**1.96**	-0.0018	**2.98**
	KN/m²		KN.m/m		KN.m/m		KN.m/m

Le voile solidaire à 3 cotés (droit, gauche et bas), fléchit suivant ses 2 directions, on détermine 6 ferraillages (2 nappes – *cf. plan ferraillage / Annexe 4*) :



Ferraillage du Mur de Soutènement :

Horizontal : (section moyenne : 1m x 0.20m)

M1 = 17 KN.m A1 = 6 cm²/m - HA10 esp15
M5 = -33 KN.m A5 = 12 cm²/m - HA14 esp15

M3 = 10 KN.m A3 = 3.5 cm²/m - HA10 esp15
M4 = -16 KN.m A4 = 6 cm²/m - HA10 esp15

Verticale : (section moyenne : 1m x 0.20m)

M2 = 3 KN.m A2 = 2.5 cm²/m - HA10 esp15
M6 = -21 KN.m A6 = 7 cm²/m - HA12 esp15

De ce qui précède, on déduit que le mur n'est pas trop sollicité, toutefois les conditions de non fissuration (FP) sont déterministes pour le ferraillage de cette dernière (Asts = 28cm² pour Astu = 6cm²). Le plan de ferraillage est joint en **annexe 4**

